

## EVALUASI KINERJA DAN PERKUATAN STRUKTUR PELAT LANTAI PADA STUDI KASUS GEREJA HKBP MENTENG

**Sudarno P Tampubolon<sup>1\*</sup>, Martinus Nifotuh Fau<sup>2</sup>, Pinondang Simanjuntak<sup>3</sup>**

*<sup>1\*</sup>Program Studi Teknik Sipil, Universitas Kristen Indonesia, Jl. Mayjen Sutoyo No.2 Cawang Jakarta Timur*

*e-mail: [sudarno.tampubolon@uki.ac.id](mailto:sudarno.tampubolon@uki.ac.id)*

*<sup>2</sup>Program Studi Teknik Sipil, Universitas Kristen Indonesia, Jl. Mayjen Sutoyo No.2 Cawang Jakarta Timur*

*e-mail: [martinus.nifotuhofau@uki.ac.id](mailto:martinus.nifotuhofau@uki.ac.id)*

*<sup>3</sup>Program Studi Teknik Sipil, Universitas Kristen Indonesia, Jl. Mayjen Sutoyo No.2 Cawang Jakarta Timur*

*e-mail: [pinondang.simanjuntak@uki.ac.id](mailto:pinondang.simanjuntak@uki.ac.id)*

### ABSTRAK

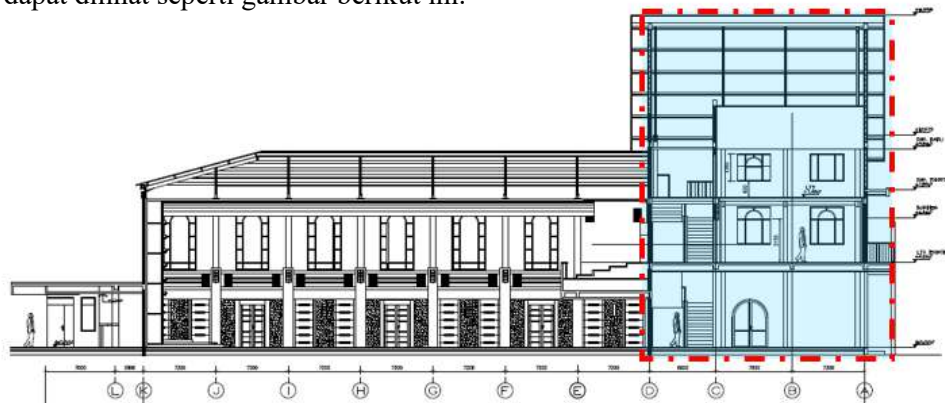
Kebutuhan akan fungsi/ guna bangunan akan semakin bertambah seiring dengan aktivitas/ kegiatan yang terjadi semakin meningkat, hal ini terjadi pada bangunan gereja HKBP Menteng. Pada analisa/ studi ini akan dilakukan pemodelan perkuatan pelat yang dilakukan pada area bangunan lantai 4 gereja HKBP Menteng, akibat ditemukannya lendutan yang berlebih. Salah satu fungsi dari pelat adalah mampu menahan beban yang diberikan dan menyalurkan beban tersebut dengan baik ke balok dan kolom. Adapun pemodelan yang dilakukan akibat lendutan yang terjadi yaitu dengan cara penambahan profil hollow dengan ukuran 50x25x1.8 yang mengakibatkan daerah tributary area semakin mengecil menjadi 35x40 cm. Selain penambahan hollow dengan ukuran 50x25x1 juga dilakukan penambahan profil CNP 125 pada arah pendek untuk memberikan kekakuan pada area pelat. Dengan kombinasi pembebanan beban gravitasi 1DL + 1LL diperoleh lendutan maksimum sebesar 3.8 mm, dimana dengan bentang terkecil adalah 1,75 m, dengan menggunakan syarat lendutan izin  $L/240$  adalah 7.3 mm telah memenuhi lendutan yang disyaratkan. Selain dari hasil lendutan yang di evaluasi juga diperoleh bahwa periode mode dominan vertikal yang terjadi sebesar 0.0725 detik atau 13.8 Hz. Hal ini dapat di lihat dari frekuensi saat melakukan aktifitas sebesar 3 Hz dari hasil analisa ini maka frekuensi bangunan yang diperoleh sudah 4.6 kali dari frekuensi aktivitas manusia, nilai yang diperoleh sudah memenuhi syarat sehingga tidak terjadi resonansi pada bangunan.

Kata kunci: pelat; perkuatan struktur; tributary area, kekakuan

### PENDAHULUAN

Evaluasi kinerja struktur yang dilakukan pada gereja HKBP Menteng menggunakan analisa perhitungan struktur dan pemodelan struktur dengan menggunakan ETABS dengan menerapkan pembebanan pada struktur baik beban gravitasi, beban gempa, dan beban angin. Dari informasi yang diperoleh bahwa bangunan ini telah didesain dan dibangun pada tahun 2012, sehingga peraturan yang dipakai tentunya sudah mengalami kenaikan cukup signifikan jika dibandingkan dengan acuan desain saat ini. Selain itu bangunan ini juga pada awalnya 3 lantai, namun pada masa pelaksanaan diteruskan hingga 4 lantai, sehingga hal ini tentunya mengakibatkan adanya penambahan beban yang belum diperhitungkan pada desain sebelumnya. Pada evaluasi kinerja struktur yang dilakukan diperoleh informasi bahwa pada lantai 4 bangunan diperoleh lendutan atau getaran cukup signifikan dirasakan, dari hasil pengecekan yang dilakukan di lapangan maka akan disajikan analisis pelat lantai eksisting dan juga rekomendasi perkuatan yang diperlukan. Pada evaluasi perhitungan struktur ini akan dilihat pengaruh kinerja struktur terhadap kekuatan dan kekakuan bangunan tersebut, untuk dapat melihat kinerja dari struktur tersebut, (Badan Standardisasi Nasional, 2003; Edi et al., 2017) Pada analisa akan disajikan hasil analisis dengan pembebanan operasional saat ini dan tanpa beban lateral gempa, kemudian pada bagian selanjutnya akan disampaikan hasil evaluasi jika memperhitungkan aspek beban lateral gempa sesuai pembebanan gempa SNI, (Badan Standardisasi Nasional, 2019). Adapun Deskripsi bangunan ini adalah sebagai berikut: Fungsi bangunan: Tempat

Beribadah (Gereja), Jumlah lantai: 4 lantai, Panjang bangunan: 17.50 m, Lebar bangunan: 10.30 m, Tinggi bangunan: 16.54 m, Struktur bangunan: Struktur baja konvensional, Denah dan potongan arsitektural pada bangunan ini dapat dilihat seperti gambar berikut ini.



Gambar 1. Potongan Gereja HKBP Menteng Jakarta

## TINJAUAN PUSTAKA

### Peraturan Desain

Adapun dasar-dasar peraturan yang digunakan dalam analisis struktur ini adalah:

- PUBI-1982, Peraturan Umum Bahan Bangunan di Indonesia, untuk berat jenis setiap komponen struktur yang dimodelkan (*self weight*).
- SNI 1727-2020, Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
- SNI 1726:2019, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung.
- SNI 2847:2019, Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung.
- SNI 1729:2020, Spesifikasi Untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.

### Mutu Material

Spesifikasi bahan atau material untuk komponen struktur yang akan digunakan dalam analisis ini adalah sebagai berikut:

- Kolom dan Rafter = ASTM A36M ( $F_y = 250$  Mpa;  $F_u = 400$  Mpa)
- Gording = ASTM A36M ( $F_y = 250$  Mpa;  $F_u = 400$  Mpa)
- Angkur = ASTM F1554, Grade 36 ( $F_y = 250$  Mpa;  $F_u = 400$  Mpa)
- Las = E60xx (60 ksi atau 413 MPa)
- Material beton =  $f_c' 25$  Mpa (K-300)
- Baja tulangan = Tulangan deformasi/ulir dengan  $F_y 420$  MPa.

### Deskripsi Sistem Struktur Bangunan

Bangunan ini berada di daerah Menteng, Jakarta dengan Kategori Desain Seismik (KDS) D akan dilakukan studi dengan sistem rangka pemikul momen yakni struktur baja pemikul momen khusus (SRPMK) sesuai pada C.1 Tabel 12 SNI 1726-2019, seperti terlihat pada Tabel 1 berikut ini. Dimana parameter desain yang digunakan yakni, untuk koefisien modifikasi respons ( $R$ ) = 8, faktor kuat lebih sistem ( $\Omega_0$ ) = 3 dan faktor pembesaran defleksi ( $C_d$ ) = 5.5.

Tabel 1. Sistem struktur penahan beban lateral gempa yang digunakan

C. Sistem rangka pemikul momen									
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI	
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>k</sup>	TI <sup>k</sup>	TI <sup>k</sup>	
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>l</sup>	TI <sup>l</sup>	TI <sup>l</sup>	
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus <sup>m</sup>	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI	
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI	

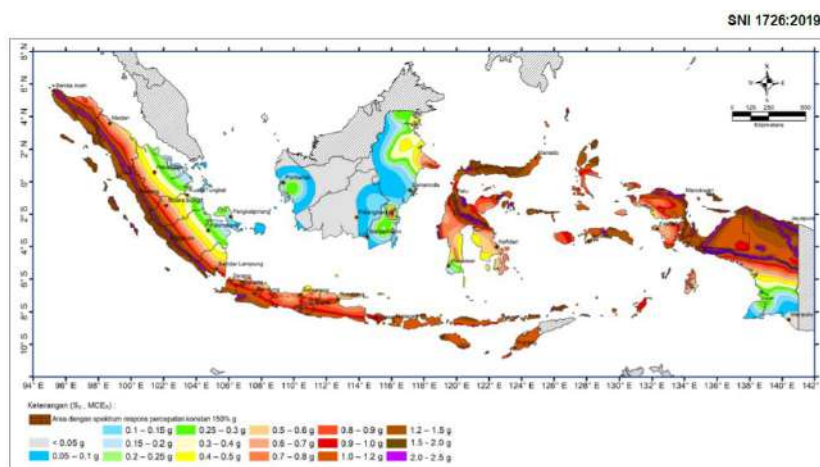
## Pembebanan Dasar Gravitasi Dan Parameter Reduksi

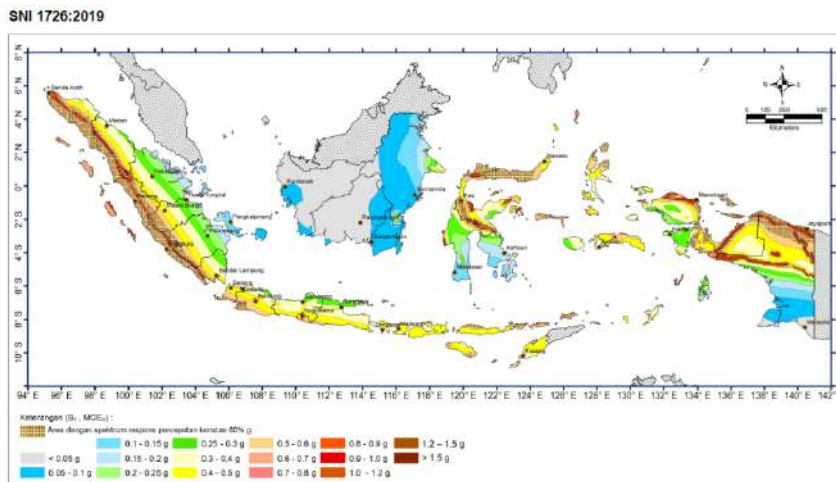
Berikut adalah pembebanan dasar dan parameter reduksi dalam desain yang digunakan adalah:

- Berat jenis baja,  $\gamma_s$  : 78.5 kN/m<sup>3</sup>
- Berat jenis beton,  $\gamma_c$  : 24.00 kN/m<sup>3</sup>
- SDL : 30 kg/m<sup>2</sup>
- Beban hidup lantai : 150 kg/m<sup>2</sup>
- Berat penutup atap : 50 kg/m<sup>2</sup>
- Beban hidup maintance dan konstruksi : orang+peralatan 100 kg per titik
- Parameter desain (faktor reduksi kuat rencana  $\phi$ ) yang digunakan dalam perencanaan struktur baja sesuai SNI 1729-2020, adalah:
  - Faktor reduksi komponen leleh : 0.90
  - Faktor reduksi komponen fraktur : 0.75

## Beban Gempa

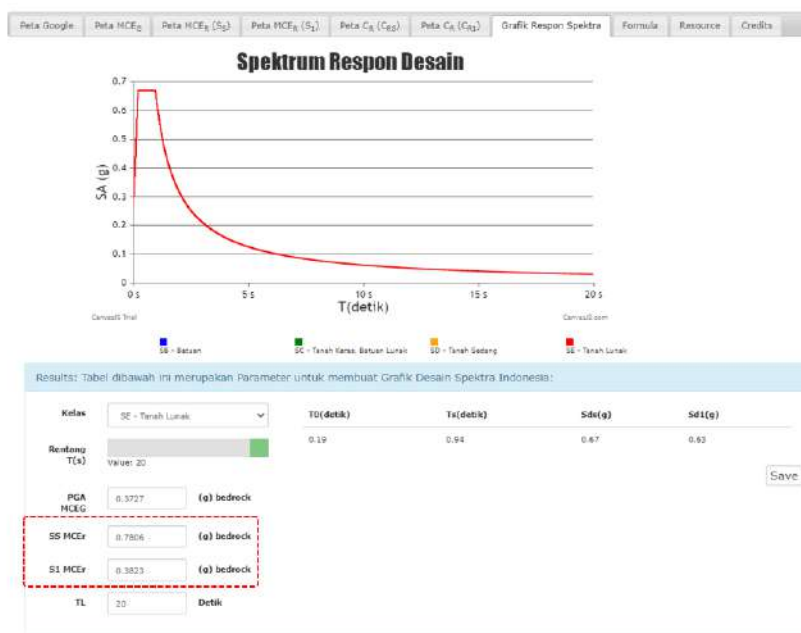
Sesuai lokasi bangunan yang dianalisis yakni di Menteng, Jakarta, sehingga dapat diperoleh nilai percepatan gempa sesuai pada peta gambar sesuai SNI 1726-2019 adalah sebagai berikut. Gambar 2. Peta gempa percepatan batuan dasar pada periode pendek





Gambar 3. Peta gempa percepatan batuan dasar pada periode 1 detik

Dari peta gempa diatas, dapat diperoleh nilai S<sub>s</sub> dan S<sub>1</sub> untuk Jakarta adalah seperti pada gambar berikut, dimana digunakan kondisi kelas situs tanah adalah lunak (SE) agar konservatif karena tidak terdapat data penyelidikan tanah berupa NSPT.



Gambar 4. Nilai percepatan gempa dan spektra desain di Jakarta (SE)

### Kategori Resiko Bangunan dan Desain Seismik

Bangunan ini termasuk kategori resiko IV dengan nilai faktor keutamaan gempa yang dipakai I<sub>e</sub> = 1.5 (Berdasarkan Tabel 3 dan Tabel 4 SNI 1726:2019). Dari nilai sebelumnya diperoleh:

$$S_s = 0.7806 \text{ g}$$

$$S_1 = 0.3823 \text{ g}$$

Sehingga dengan kondisi kelas situs SE, diperoleh koefisien situs dengan melakukan interpolasi berdasarkan Tabel 6 dan Tabel 7 SNI 1726-2019 adalah:

Tabel 2. Koefisien situs, Fa dan Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode pendek, $T = 0,2$ detik, $S_s$					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS <sup>(a)</sup>					

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget ( $MCE_R$ ) terpetakan pada periode 1 detik, $S_l$					
	$S_l \leq 0,1$	$S_l = 0,2$	$S_l = 0,3$	$S_l = 0,4$	$S_l = 0,5$	$S_l \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS <sup>(a)</sup>					

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times F_a \times S_s = \frac{2}{3} \times 1.2755 \times 0.7806 = 0.67$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times F_v \times S_1 = \frac{2}{3} \times 2.6354 \times 0.3823 = 0.63$$

Tabel 3. Penentuan KDS berdasarkan nilai  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

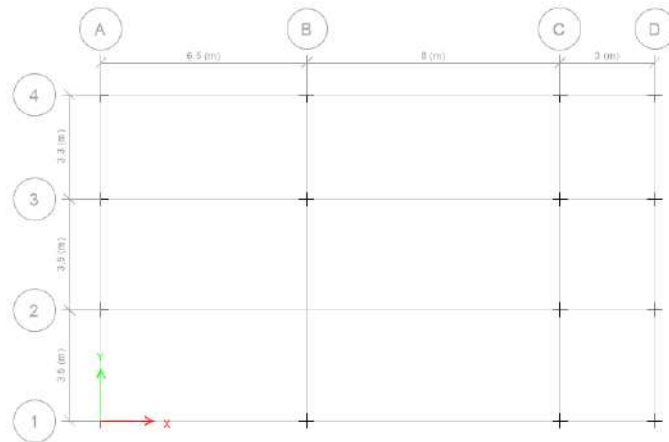
Sehingga bangunan ini dapat dikategorikan sebagai KDS D.

## METODE PENELITIAN

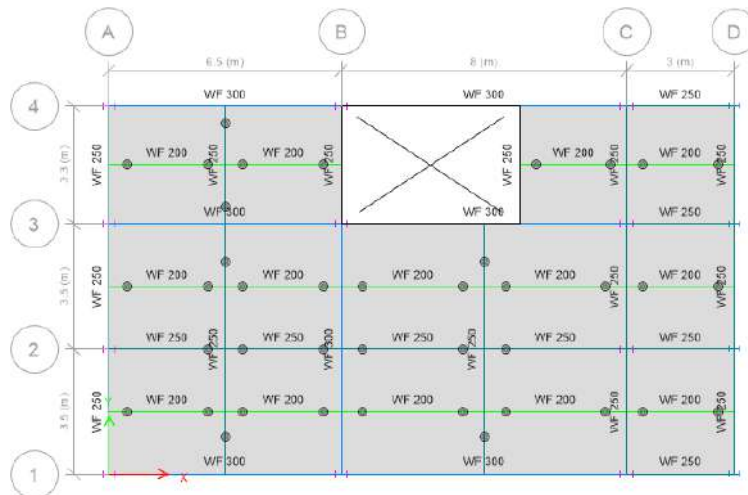
Adapun metode penelitian yang dilakukan adalah dengan cara melakukan pengecekan bangunan eksisting dilapangan, pengumpulan data, pemodelan, dan simulasi dengan menggunakan software ETABS, (Andriyanto & Setiya Budi, 2014; Priyono et al., 2014; Silaban et al., 2023)

## Pemodelan Struktur

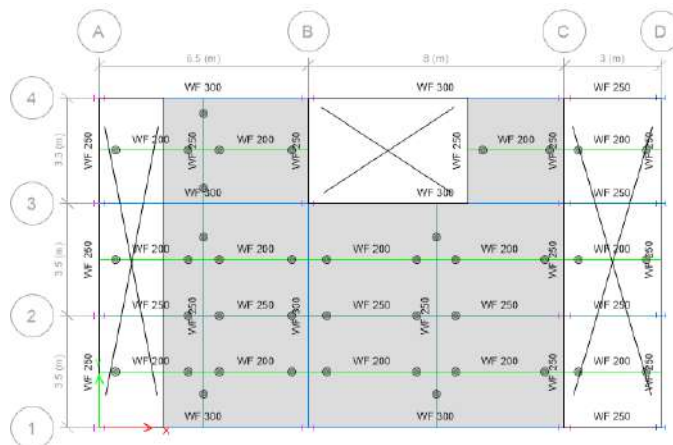
Berikut ini merupakan denah dan pemodelan struktur yang digunakan pada analisa:



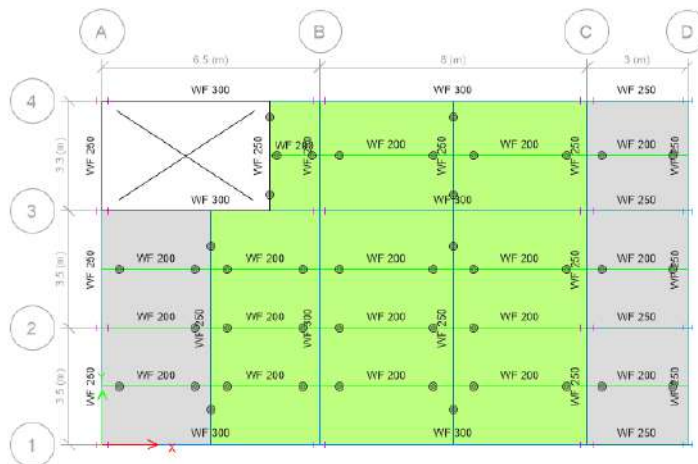
Gambar 5. Denah titik kolom dan tumpuan



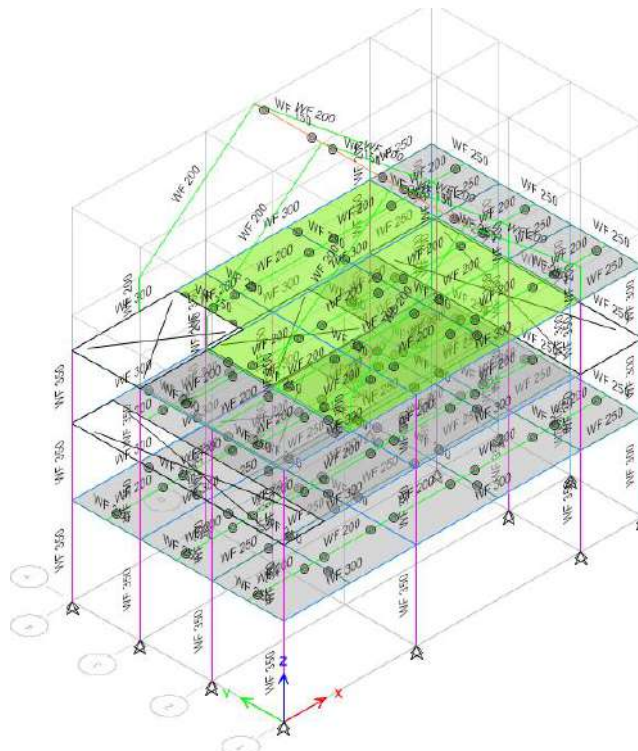
Gambar 6. Denah lantai 2



Gambar 7. Denah lantai 3



Gambar 8. Denah lantai 4



Gambar 9. Tampak 3D arah-X

## ANALISA DAN PEMBAHASAN

### Perhitungan Simpangan Antar Lantai

Pada SNI 1726:2019 pasal 7.8.6, penentuan simpangan antar lantai desain ( $\Delta$ ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Defleksi pusat massa di tingkat ( $\delta_x$ ) harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut :  $\delta_x = C_d \delta_{xe} / I_e$

$C_d$  = faktor amplifikasi defleksi = 5.5

$\delta_{xe}$  = defleksi pada lokasi yang disyaratkan

$I_e$  = faktor keutamaan gempa = 1.5

Batasan simpangan antar lantai tingkat  $\Delta_a$  seperti yang ditetapkan pada pasal 7.12 SNI1726:2012 untuk sistem struktur rangka pemikul momen dengan kategori resiko II adalah sebesar  $0.02h_{sx}$  dengan  $h_{sx}$  adalah



tinggi tingkat di bawah tingkat x. Perhitungan simpangan antar lantai tingkat berdasarkan gaya geser minimum dan nilai perioda untuk menghitung simpangan antara lantai sesuai pasal 7.8.6.1 dan 7.8.6.2 SNI 1726:2019. Perhitungan simpangan antar lantai juga memperhitungkan faktor torsi bawaan dan torsi tak terduga. Nilai simpangan antar lantai berdasarkan hal-hal tersebut, ditampilkan pada tabel berikut:

Tabel 4. Simpangan antar lantai arah -X

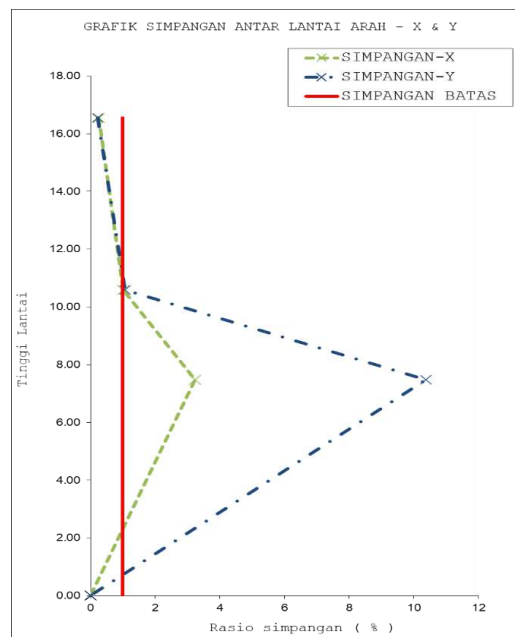
Arah X

LANTAI	hsx (mm)	$\delta_{xe}$ (mm)	$\delta x=Cd \cdot \delta xe / I_e$	$\Delta$	$\Delta a=(0.02/\rho) h s_x$ (mm)	$\Delta < \Delta_a$
LT 4	5960	41.21	151.11	15.80	119.20	...ok
LT 3	3100	36.90	135.31	31.16	62.00	...ok
LT 2	3230	28.40	104.14	104.14	49.69	...cek

Tabel 5. Simpangan antar lantai arah -Y

Arah Y

LANTAI	hsy (mm)	$\delta_{ye}$ (mm)	$\delta y=Cd \cdot \delta ye / I_e$	$\Delta$	$\Delta a=(0.02/\rho) h s_x$ (mm)	$\Delta < \Delta_a$
LT 4	5960	104.05	381.51	13.12	91.69	...ok
LT 3	3100	100.47	368.39	33.08	47.69	...ok
LT 2	3230	91.45	335.31	335.31	49.69	...cek



Gambar 10. Grafik simpangan antar lantai

### Perhitungan Efek P-Delta

Pengaruh P-delta diperhitungkan sesuai dengan pasal 7.8.7 SNI 1726:2019. Pengaruh P-delta tidak harus diperhitungkan bila koefisien stabilitas,  $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d}$$



- $P_x$  = beban desain vertikal total pada dan di atas tingkat- $x$ , (kN); bila menghitung  $P_x$ , faktor beban individu tidak perlu melebihi 1,0;
- $\Delta$  = simpangan antar tingkat desain seperti didefinisikan dalam 7.8.6, terjadi secara serentak dengan  $V_x$  (mm)
- $I_e$  = faktor keutamaan gempa yang ditentukan sesuai dengan 4.1.2
- $V_x$  = gaya geser seismik yang bekerja antara tingkat  $x$  dan  $x - 1$  (kN)
- $h_{sx}$  = tinggi tingkat di bawah tingkat  $x$ , (mm);
- $C_d$  = faktor pembesaran defleksi dalam Tabel 12.

Berikut tabel perhitungan efek P-delta :

Tabel 6. Perhitungan efek P-delta arah -X

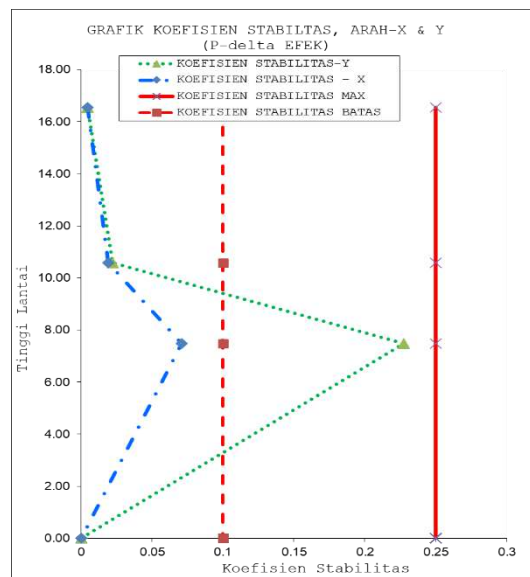
Arah X

LANTAI	hsx (mm)	$\Delta$ (mm)	P (kN)	Vx (kN)	Ie	Cd	$\theta$	$\theta$ max	$\theta < 0.1 \theta < \theta$ max
LT 4	5960	15.80	484.33	78.43	1.5	5.5	0.004	0.25	...ok
LT 3	3100	31.16	986.50	141.57	1.5	5.5	0.019	0.25	...ok
LT 2	3230	104.14	1691.13	210.25	1.5	5.5	0.071	0.25	...ok

Tabel 7. Perhitungan efek P-delta arah -Y

Arah Y

LANTAI	hsy (mm)	$\Delta$ (mm)	P (kN)	Vy (kN)	Ie	Cd	$\theta$	$\theta$ max	$\theta < 0.1 \theta < \theta$ max
LT 4	5960	13.12	484.33	65.26	1.5	5.5	0.004	0.25	...ok
LT 3	3100	33.08	986.50	129.08	1.5	5.5	0.022	0.25	...ok
LT 2	3230	335.31	1691.13	210.33	1.5	5.5	0.228	0.25	...cek



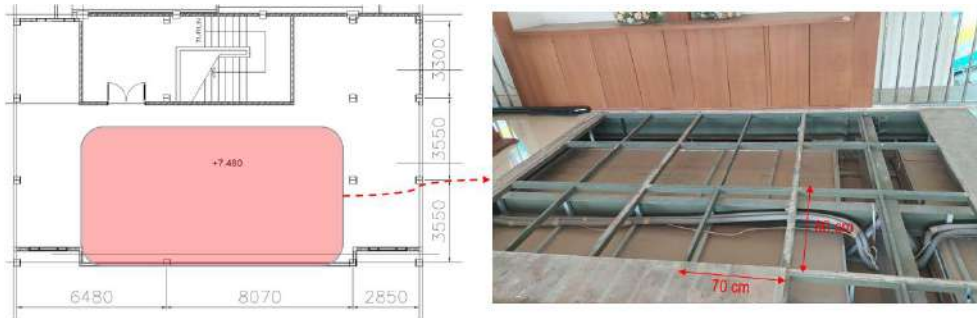
Gambar 11. Grafik koefisien stabilitas, efek P<sub>delta</sub>

## Analisa Perhitungan Pelat

Dari hasil pengecekan yang dilakukan dilapangan untuk lantai 4 bangunan, diperoleh bahwa struktur tambahan berupa profil hollow sebagai dudukan lantai multiplek terdapat varian tributary area dimana area didekat tangga memiliki formasi yang lebih rapat yakni sekitar 40 x 35 cm sementara dominan pada area lainnya tributary area jauh lebih besar yakni sekitar 70 x 80 cm seperti terlihat pada gambar berikut.



Gambar 12. Tampak tributary area 40 x 35 cm pada area dekat tangga



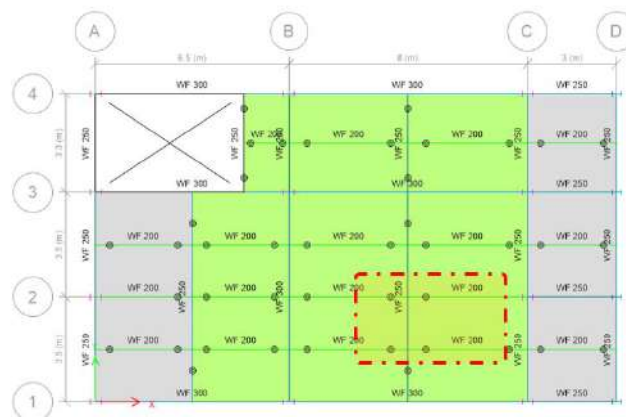
Gambar 13. Tampak tributary area 70 x 80 cm pada area dekat tangga

Oleh karena itu tentunya dengan tributary area yang lebih besar maka lendutan akan terjadi lebih besar pula, sehingga berikut akan ditampilkan analisis pada area tributary area yang besar ini untuk melihat nilai lendutan yang terjadi dan rekomendasi yang diperlukan untuk mengurangi lendutan dengan signifikan.

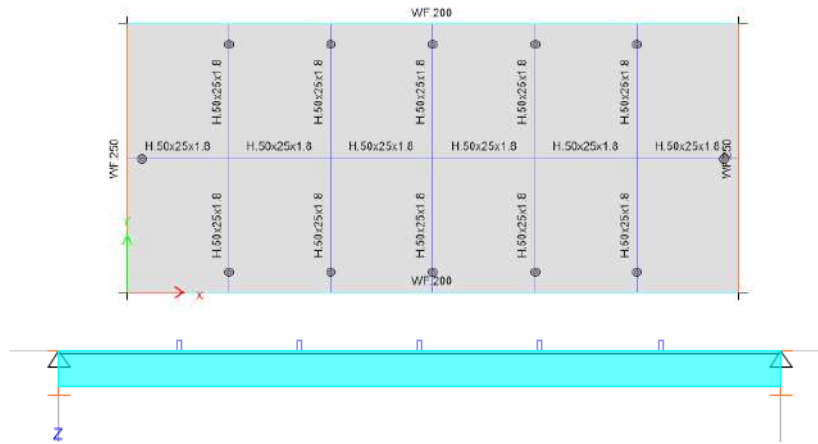
### Analisis Eksisting Tributary Area 70x80 cm

Pemodelan dilakukan pada area tertentu karena tentunya akan berlaku sama pada area lainnya. Area yang dianalisis yakni seperti ditandai pada gambar berikut ini.

Gambar 14. Gambar area yang akan dimodelkan untuk analisis pelat

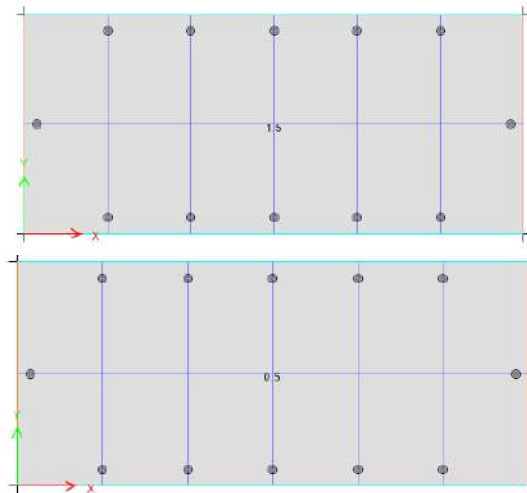


Gambar 14. Gambar area yang akan dimodelkan untuk analisis pelat



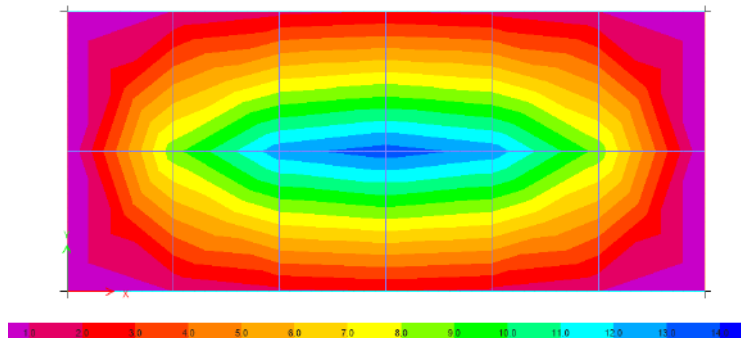
Gambar 15. Pemodelan eksisting pelat pada tributary area 70 x 80 cm

Dengan pembebanan gravitasi seperti yang disampaikan pada fase operasional yang masih diizinkan yakni  $LL = 150 \text{ kg/m}^2$  dan  $SDL = 50 \text{ kg/m}^2$  seperti terlihat pada gambar berikut.



Gambar 16. Input pembebanan gravitasi pada pelat lantai

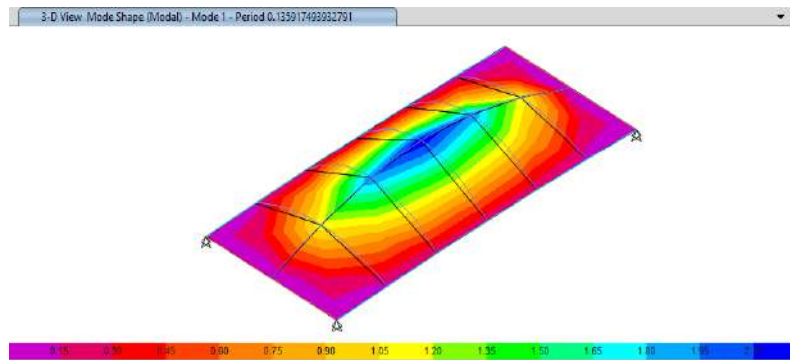
Setelah itu diperoleh hasil lendutan setelah dianalisis dengan kombinasi beban gravitasi  $1DL + 1LL$ , seperti pada gambar berikut ini.



Gambar 17. Besaran lendutan yang terjadi pada sistem pelat tributary area 70x80 cm



Dari gambar diatas, diperoleh lendutan maksimum adalah sebesar 13.6 mm, dimana dengan bentang terkecil adalah 1.75 m, maka dengan menggunakan lendutan izin  $L/240$  maka lendutan izin adalah 7.3 mm artinya lendutan yang terjadi memang sudah lebih besar dari izin sehingga memang harus dibuat lebih kaku untuk mengurangi lendutan yang terjadi. Selain lendutan, juga dapat diperoleh frekuensi struktur ini dengan analisis model vertikal, dan diperoleh hasil seperti pada gambar berikut.

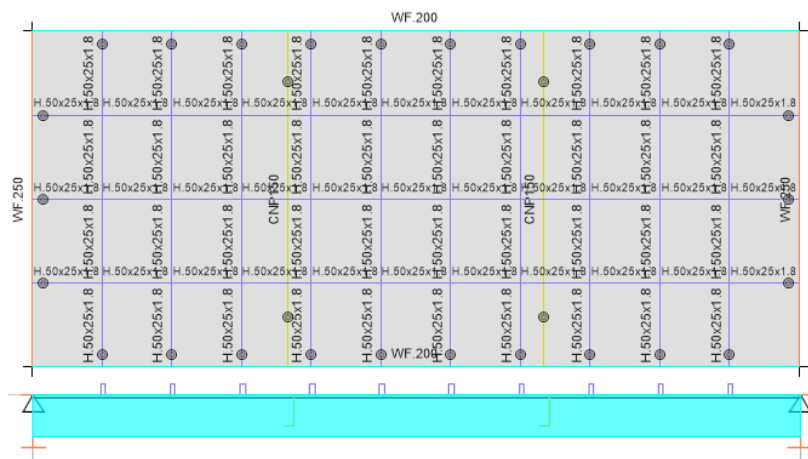


Gambar 18. Besaran perioda vertikal pelat tributary area 70x80 cm

Dari gambar diatas, diperoleh bahwa perioda mode dominan vertikalnya adalah sebesar 0.1359 detik atau 7.4 Hz. Dimana diketahui frekuensi manusia ketika melakukan aktifitas adalah sekitar 3 Hz artinya frekuensi bangunan sudah 2.4 kali dari frekuensi manusia, nilai ini sudah cukup baik karena kemungkinan beresonansi sudah cukup jauh.

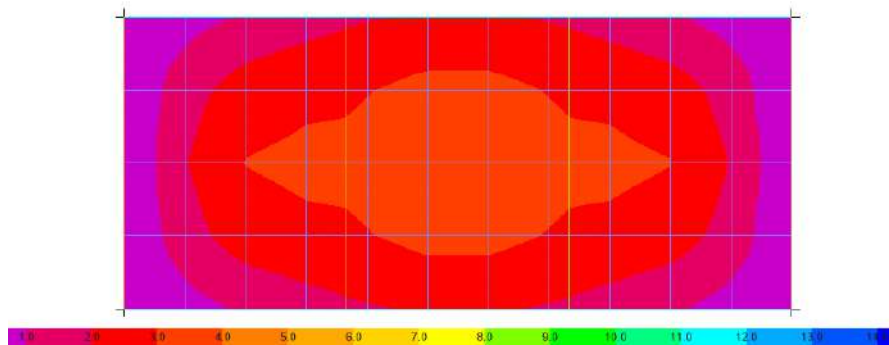
### Analisis Perkuatan Tributary Area 70x80 cm

Pemodelan perkuatan dilakukan pada area yang sama seperti sebelumnya, kemudian ditambahkan profil hollow 50x25x1.8 tambahan sehingga tributary area mengecil menjadi sekitar 35x40 cm. Selain itu untuk menambahkan lagi kekakuan pada pelat ditambahkan profil CNP 125 pada arah pendek seperti pada gambar berikut ini.



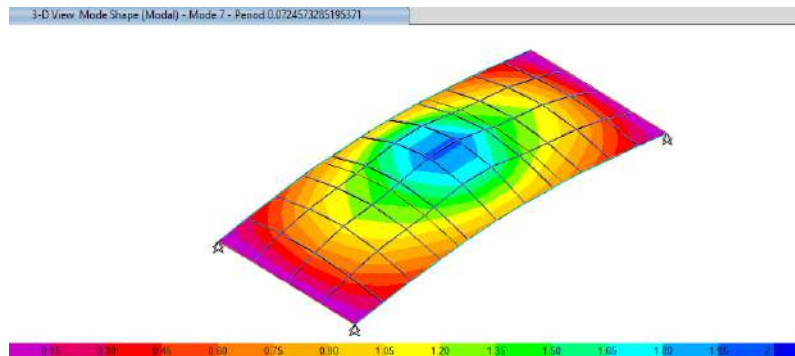
Gambar 19. Pemodelan perkuatan pelat pada tributary area 70 x 80 cm

Dengan pembebanan yang masih sama seperti sebelumnya, setelah itu diperoleh hasil lendutan setelah dianalisis dengan kombinasi beban gravitasi 1DL + 1LL, seperti pada gambar berikut ini.



Gambar 20. Besaran lendutan yang terjadi setelah perkuatan

Dari gambar diatas, diperoleh lendutan maksimum adalah sebesar 3.8 mm, dimana dengan bentang terkecil adalah 1.75 m, maka dengan menggunakan lendutan izin  $L/240$  maka lendutan izin adalah 7.3 mm artinya lendutan yang terjadi sudah signifikan berkurang dari sebelumnya serta sudah memenuhi lendutan yang



disyaratkan. Selain lendutan, seperti halnya sebelumnya pada sistem pelat eksisting, juga dapat diperoleh frekuensi struktur ini dengan analisis model vertikal, dan diperoleh hasil seperti pada gambar berikut.

Gambar 21. Besaran perioda vertikal pelat tributary area 70x80 cm

Dari gambar diatas, diperoleh bahwa perioda mode dominan vertikalnya adalah sebesar 0.0725 detik atau 13.8 Hz. Dimana diketahui frekuensi manusia ketika melakukan aktifitas adalah sekitar 3 Hz artinya frekuensi bangunan sudah 4.6 kali dari frekuensi manusia, nilai ini sudah sangat baik sehingga tidak terjadi resonansi pada bangunan.

## KESIMPULAN

Dari hasil analisa di atas maka di peroleh kesimpulan sebagai berikut:

- Dengan Pemodelan perkuatan dengan penambahan profil hollow 50x25x1.8 dan profil CNP 125 diperoleh lendutan maksimum adalah sebesar 3.8 mm lendutan izin adalah 7.3 mm sudah memenuhi lendutan yang disyaratkan.
- Dengan memperkecil daerah *tributary area* pada pelat, akan memperkecil lendutan yang terjadi pada pelat lantai.
- Untuk menghindari adanya lendutan yang berlebih pada area pelat lantai, maka harus dilakukan penggunaan profil yang sama dan pembagian *tributary area* yang sama sehingga beban dapat tersalurkan dengan baik ke balok dan kolom.